REVISTA  TÉCNICA

INGENIERIA, ARQUITECTURA, MINERIA, INDUSTRIA

DIRECTOR-PROPIETARIO: ENRIQUE CHANOURDIE

AÑO I | BUENOS AIRES, OCTUBRE 15 DE 1895 | N.º 7

SUMARIO

OBRAS DE RIEGO DEL RIO PRIMERO

(PROVINCIA DE CÓRDOBA)

Acaban de publicarse, en voluminoso tomo de 765 páginas, las diligencias, pruebas, alegatos y sentencias que, importan todo lo obrado ante los tribunales de la Provincia de Córdoba, en el proceso iniciado por el Gobierno del doctor Pizarro contra los señores Cárlos A. Casaffousth y Bialet Massé, ingeniero director y empresario constructor, respectivamente, de las obras de riego del Rio Primero.

Sabido és, que estos señores sufrieron trece meses de prision preventiva á raiz de iniciarse este ruidoso juicio que, ha logrado despertar justamente la atencion pública tanto en Córdoba como en esta Capital, contrastando este hecho con el fallo recaido en él, del cual resultan: *legalmente falsos, los hechos en que se fundara la acusasión deducida contra los procesados.*

Sabido és, tambien, que los señores Bialet y Casaffousth piensan llevar adelante las acciones á que tienen derecho por los alcances de este fallo, á cuyo efecto han pedido, á su vez, la prision del señor Stavelius, autor del informe pericial que sirvió de base á la acusación promovida contra ellos por el Gobierno de Córdoba.

Hallándose ligados á este asunto legítimos é importantes intereses personales y colectivos, é interesando èl por otra parte, y, por distintos conceptos, á la mayoria de los lectores de la *Revista Técnica*, hemos resuelto hacer una descripcion lo mas completa posible de él, bajo todas sus faces, á fin de contribuir á formar la opinion de todos aquellos que, por unos ú otros motivos no han podido seguir las alternativas que presenta desde la iniciacion de la idea de construir estas obras hasta su actual estado, comprendiendo en ella todo lo relativo á los estudios, construccion, faz económica y dictámenes periciales formulados á su respecto.

Sí tenemos presente que, para formar nuestro juicio contamos con la autorizada opinion de los ingenieros Huergo, Saint Ives, Giagnoni, Fírmat, Barabino, Seurot y veinte más; de los químicos Arata, Kyle, Durand-Claye, Debray, etc,, etc., hemos de convenir que nos sobran elementos concientes para ello.

Principiaremos, pues, el estudio que nos proponemos hacer, en el próximo número de esta publicacion, no iniciándolo hoy por faltarnos algunos datos relativos á la topografía del terreno que abarcan las obras de riego del Rio Primero.

Tenemos un especial interés en hacer conocer todo lo concerniente á estas obras, porque está en el interés, tambien, de la propaganda que venimos haciendo en pró de la difusion de los diques de embalse en el pais, que se generalizen las ventajas inherentes á estas construcciones.

Si prescindimos, por hoy, de los intereses particulares afectados con motivo de la discusion á que han dado lugar las obras de riego del Rio Primero, veremos que ella puede tener resultados favorables en lo sucesivo, pues, la ejecucion de obras de esta naturaleza es de las mas delicadas que comprende en estos tiempos la ingenieria civil, como lo comprueban numerosas catástrofes ocurridas durante el siglo en Europa y en América, de las cuales solo recordaremos la muy reciente del Dique de Bouzey.

Seria, sin duda, muy temerario obrar con la acostumbrada precipitacion cuando llegase la oportunidad de construir nuevos diques de embalse en el pais.

Son conocidas las deficiencias de nuestra red ferroviaria, las que se deben principalmente á la ausencia de toda discusion razonada, que solo ha surgido despues de consumados los errores, cuando el mal no tenia ya remedio.

Pero, la defectuosa construccion de una línea férrea, por ejemplo, puede ser causa de resultados económicos negativos y de desgracias personales, mas, nunca pueden estas alcanzar la gravedad de las catastrofes que acompañan generalmente la rotura de una presa, ni aquellos males económicos ser tan desastrosos como en este caso, en el que todo queda irremisiblemente perdido.

Por estos motivos, creemos que los lectores de la *Revista Técnica* juzgarán oportuna la publicacion á que nos referimos, y, cuya primera parte hallarán en el próximo número.

Ch.

EL PALACIO DEL CONGRESO

CONCURSO DE PROYECTOS

Háse inaugurado el anunciado concurso de la presentacion de proyectos para la construccion del palacio del Congreso, con un éxito inesperado.

Puede decirse que es este el primer concurso de esta naturaleza, celebrado en el pais, de verdadera trascendencia.

Se han presentado á él 29 distintos proyectos, de los cuales unos quince tienen verdadero mérito; diez dejan bastante que desear y los restantes son meros adefesios que están ahí, en el Pabellon Argentino, desempeñando alguno el rol de un clown agregado por sorpresa en el elenco de una compañia dramàtica.

Entre los primeros, pueden considerarse, á nuestro juicio, los proyectos de los señores: Emilio Mitre-Duparc; Seguí-Avenati; Meano; Maraini-Toledo; A. Frascara; M. A. Turner; U. Courtois-Moreau; Orlando le Vacher; Taglione Hnos.-Rey-Tronchet; E. Vaeza Ocampo-Massue; Christophersen; Lefebre; E. Meyer; Sommaruga y Lavelli.

El órden en que anotamos estos proyectos, no tiene nada de preconcebido, hemos ido agregando nombres á medida que estos se presentaban á nuestra memoria, pudiendo muy bien suceder que despues de mas detenido examen, cambiemos alguno de ellos por otro de los que faltan.

En vista de la importancia adquirida por este concurso, la direccion de esta Revista se preocupa en estos momentos de zanjar algunas sérias dificultades que se oponen, hasta ahora á la publicacion de un número extaordinario en el que solo figurarían los quince proyectos que pueden aspirar á los premios establecidos por la comision iniciadora del mismo.

Haremos todo lo que dependa de nuestra voluntad para realizar esta idea, que creemos indispensable para fijar los primeros jalones que han de señalar la traza del camino del arte arquitectónico en la República Argentina.

Por este motivo, no nos detendremos hoy, en otras consideraciones que nos ha sujerido este concurso.

Ch.

El peso propio de los puentes metálicos

(DE UNA OBRA EN PREPARACIÓN)—*(Continuacion)*

En cuanto á la determinacion del peso de puentes de vigas contínuas me limitaré á los siguientes dos casos:

1.° Puentes de vigas continuas, rígidas, sobre cuatro apoyos.

(I) (II) (III)

l l' l

Peso en las aberturas (I) y (III)

$$P = \frac{\dfrac{6{,}47\ T\ s\ h}{l + 6{,}47\ h} + \varsigma\ i_m\ q\ \gamma\ l}{\dfrac{6{,}47\ s\ h}{l + 6{,}47\ h} - \varsigma\ i_p\ \gamma\ l} \qquad (11)$$

Peso en la abertura (II)

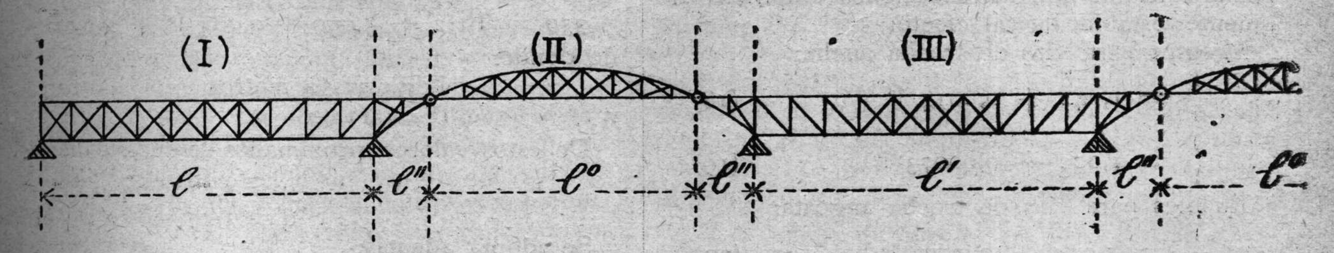
$$P = \frac{\dfrac{7{,}78\ T\ s\ h}{l' + 7{,}78\ h} + \varsigma\ i_m\ q\ \gamma\ l'}{\dfrac{7{,}78\ s\ h}{l' + 7{,}78\ h} - \varsigma\ i_p\ \gamma\ l'} \qquad (12)$$

Los valores de $\varsigma\ i_m$ y $\varsigma\ i_p$ correspondientes á estas fórmulas son:

Para aberturas (I) y (III)			Para abertura (II)		
$l = 20$	$\varsigma\, i_m = 2{,}05$	$\varsigma\, i_p = 1{,}05$	$l' = 20$	$\varsigma\, i_m = 1{,}75$	$\varsigma\, i_p = 0{,}88$
30	1,96	1,00	30	1,72	0,85
40	1,91	0,98	40	1,70	0,83
50	1,88	0,96	50	1,70	0,83
60	1,86	0,96	60	1,70	0,83

$\frac{l'}{l}$ puede variar entre los límites 1,00 y 1,33.

2.° Puente de vigas contínuas, con articulaciones, sobre cuatro ó mas apoyos.



En el puente representado por la figura adjunta puede considerarse la parte l° de la abertura (II) como un tramo simple sobre dos apoyos, cuyo peso P° se obtiene empleando una de las fórmulas (2), (3) ó (4), segun sea el sistema de vigas que se adopte. Conociendo P° se pasa luego á determinar el peso de l'' en la misma abertura, el cual es:

$$P' = \frac{T\,s + \varsigma\, i_m\, \gamma \left[\left(\frac{P^o + q}{2}\right) l^o \left(\frac{l''}{h} + 1\right) + q\, l'' \left(\frac{l''}{h} + \frac{1}{2}\right) \right]}{s - \varsigma\, i_p\, \gamma\, l'' \left(\frac{l''}{3\,h} + \frac{1}{2}\right)} \qquad (13)$$

siendo para todos los casos $l'' = 0{,}207\ l^o$, $\varsigma\, i_m = 2{,}12$, $\varsigma\, i_p = 1{,}85$, y q la sobrecarga correspondiente á $(l^o + 2\ l'')$.

Con los mismos valores de P^o, P' y q contenidos en (13) se determina ahora las longitudes l' y l de las aberturas (III) y (I) respectivamente, resultando la primera de ellas:

$$l' = l^o \sqrt{\frac{l^o\,(2\ P^o + q) + l''\,(2\,P' + q)}{l^o\,(P^o + q) + l''\,(P' + q)}} \qquad (14)$$

y la segunda:

$$l = l^o \sqrt{\frac{l^o\,(3\ P^o + 2\ q) + l''\,(3\,P' + 2\ q)}{2\,\left(l^o\,(P^o + q) + l''\,(P' + q)\right)}} \qquad (15)$$

Siendo entonces el peso propio en la abertura (III):

$$P = \frac{\frac{8\ T\ s\ h}{l' + 8\ h} + \varsigma\, i_m\, q\, \gamma\, l'}{\frac{8\ s\ h}{l' + 8\ h} - \varsigma\, i_p\ \gamma\, l'} \qquad (16)$$

y en la abertura (I):

$$P = \frac{\frac{13\ T\ s\ h}{2\ l + 13\ h} + \varsigma\, i_m\, q\, \gamma\, l}{\frac{13\ s\ h}{2\ l + 13\ h} - \varsigma\, i_p\, \gamma\, l} \qquad (17)$$

con los siguientes valores de $\varsigma\, i_m$ y $\varsigma\, i_p$:

Para abertura (I)			Para abertura (III)		
$l = 30$	$\varsigma\, i_m = 2{,}20$	$\varsigma\, i_p = 1{,}15$	$l' = 30$	$\varsigma\, i_m = 1{,}95$	$\varsigma\, i_p = 0{,}96$
40	2,02	1,09	40	1,85	0,90
50	1,94	1,02	50	1,78	0,87
60	1,90	1,00	60	1,75	0,85
70	1,87	0,98	70	1,72	0,85
80 y mas	1,85	0,98	80 y mas	1,70	0,85

Falta ahora conocer la longitud l^o, de la cual, segun acaba de verse, dependen tanto l, l' y l'', como el peso de todo el puente.

Es evidente que una vez dada la longitud total L del puente, el número n de las aberturas de este y la combinacion de las vigas la eleccion de l^o ha dejado de ser arbitraria por cuanto existe ya la ecuacion:

$$\Sigma\ (l,\ l^o,\ l',\ l'') = L$$

que implicitamente la expresa.

Tambien se notará al examinar el problema, que á una determinacion directa de dicho valor es preferible un cálculo de aproximacion que pueda iniciarse con las ecuaciones empíricas siguientes establecidas al efecto:

Puentes para vias de trocha ancha:

$$\frac{l'}{l^o} = 1{,}042 + 0{,}0014\ l^o \qquad (18)$$

$$\frac{l}{l^o} = 1{,}022 + 0{,}00073\ l^o \qquad (19)$$

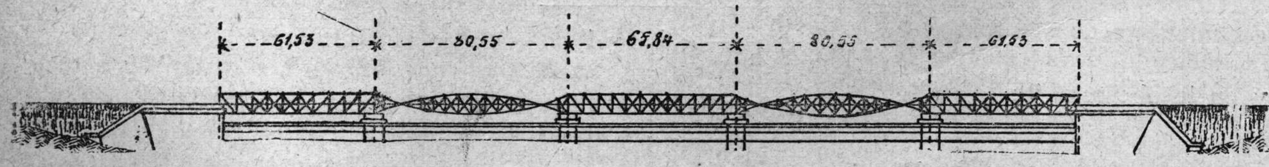
Puentes para vias de trocha angosta:

$$\frac{l'}{l^o} = 1{,}044 + 0{,}0015\ l^o \qquad (20)$$

$$\frac{l}{l^o} = 1{,}023 + 0{,}00075\ l^o \qquad (21)$$

Mediante los valores aproximados de l^o y l'' asi deducidos se busca luego los de P^o, P', l' y l de la manera arriba indicada, y en caso de ser considerable la diferencia entre la suma de las longitudes parciales y L, se repite el cálculo con l^o y l'' corregidas, hasta obtener un resultado satisfactorio.

Ejemplo: *)—Una linea de trocha angosta atraviesa un rio cuyo volúmen máximo de agua, **) asi como la formacion de su cauce, hacen necesaria la construccion de un puente de 350 metros de largo. Sea el puente de hierro y apoyado sobre pilares de piedra. Un cálculo comparativo preliminar ha demostrado que el costo de la obra será un minimum cuando n = 5, es decir, cuando tenga 4 pilares***). Sean las vigas continuas, con articulaciones en la 2 y 4ª abertura, efectuándose la union de los tres tramos rijidos mediante tramos intermediarios de vigas lenticulares.—A determinar l^o, l, l' y l''.



A fin de establecer primero con cierta aproximacion las relaciones entre l^o y las demas longitudes parciales pueden aplicarse las fórmulas (20) y (21), las cuales dan:

$$l' = 1{,}044\ l^o + 0{,}0015\ l^{o\,2}$$

$$l = 1{,}023\ l^o + 0{,}00075\ l^{o\,2}$$

En consecuencia de la combinacion dada á las vigas principales la longitud total del puente se compone de la manera siguient :

$$L = 2\ l^o + 2\ l + l' + 4\ l''$$

Y sustituyendo los valores numéricos, resulta:

$$350 = l^o\ (2 + 3{,}090 + 0{,}003\ l^o + 0{,}828)$$

de donde:

$$l^o = 57{,}50 \text{ metros}$$

y $\quad l'' = 11{,}90$ »

De estos valores aproximados se deduce luego:

$q = 3{,}77$ ton. para l^o
$q = 3{,}49$ » » $l^o + 2l''$

Se adopta además:

La altura de los tramos rijidos, paralelos........	h = 6,60 metros
la altura de los tramos intermedios, lenticulares.	h = 6,30 »
el coeficiente de trabajo del material...........	s = 7500 ton. p. m²
y deduce de ellos la carga permanente........	T = 0,66 ton.

Sustituyendo ahora estos valores en debido órden en fórmulas (4) y (13), resultan los respectivos pesos propios siguientes:

$$P^o = 1{,}840 \text{ ton.}$$
$$P' = 1{,}850 \text{ »}$$

y por fin mediante fórmulas (14) y (15)

$$l' = 66{,}70 \text{ metros}$$
$$l = 62{,}27 \text{ »}$$

De manera que la longitud total correspondiente á $l^o = 57{,}50$ seria:

$$L = 2 \times 57{,}50 + 2 \times 62{,}27 + 66{,}70 + 4 \times 11{,}90 = 353{,}84 \text{ metros}$$

Se ve por este resultado que la primera aproximacion ha sido tal, que es innecesaria una repeticion del cálculo con el nuevo valor

---

*) Este ejemplo se refiere al proyecto de un puente sobre el rio Yguazú en la línea "Itararé—Porto da União" (Brasil) estudiado p. e. a.

**) El estudio racional de la luz de los puentes con respecto al volúmen de agua de las crecientes es poco menos que desconocido entre nosotros, donde en esta especie de investigaciones suele procederse generalmente á ojo de buen cubero, método más cómodo que aquel y momentaneamente tambien mas barato, por cierto, pero que, segun la experiencia nos enseña, tiene á menudo incómodas y costosas consecuencias, tales como: destrucciones de puentes y terraplenes, interrupciones de tráfico, etc. El único caso que me es conocido, en que no se ha seguido esta condenable rutina, es el puente sobre el rio Arrecifes en la línea Lujan-Pergamino (antiguo ramal del F. C. del Oeste de Buenos Aires), estudiado bajo la direccion del Ingeniero Santiago Brian en 1881. Las ventajas prácticas del método científico se notaba en la gran inundacion del mes de Setiembre de 1884, cuando el puente de Arrecifes en medio de un derrumbamiento general, era la única obra de su género en la provincia de Buenos Aires que dió paso á las crecientes sin sufrir el menor desperfecto. El agua llegó, con menos de un medio metro de diferencia, á la altura calculada con los escasos elementos disponibles para ello.

***) Véase la parte III de este extracto.

$l^o = \frac{350}{353,84} \times 57,50$, bastando una disminucion, en la misma proporcion, de l, l' y l'' para que sea L = 350. Siendo por consiguiente los valores buscados. *)

$$l^o = 56,95 \text{ metros}$$
$$l = 61,53 \text{ »}$$
$$l' = 65,84 \text{ »}$$
$$l'' = 11,80 \text{ »}$$ con los cuales,

sustituidos en fórmulas (4), (13), (16) y (17) se obtiene finalmente el peso del puente.

Una de las modificaciones mas usadas de la viga continua del presente sistema consiste en suprimir los tramos rijidos en las extremidades, colocando el tramo simple l^o directamente sobre los estribos. Tal supresion, sin embargo, no significa una modificacion del cálculo dado; sino mas bien lo simplifica reduciendo las operaciones á la determinacion de solo tres longitudes parciales, l^o, l' y l'' y sus respectivos pesos propios.

Para aprovechar de una manera completa las ventajas que las vigas continuas articuladas ofrecen en general, es aconsejable proceder en la distribucion de los pilares de estricta conformidad con las indicaciones que anteceden, y de atenerse en lo posible á las proporciones establecidas entre las diversas aberturas del puente, no obstante ser admisibles diferencias entre las dimensiones calculadas y las aplicadas, cuando son de poca importancia relativa al largo de los tramos y cuando son inevitables. Esto último puede suceder en casos en que la posicion de los pilares esté fijada mas ó menos de antemano, por las condiciones altimétricas del terreno, la naturaleza del subsuelo, las necesidades de la navegacion, ó por otras circunstancias locales que pueden influir, cada una en su modo, en el costo ó en la calidad de la obra, y á las cuales por este motivo hay que subordinar á veces la racionalidad de la superstructura.

—

Definicion de algunos factores del peso propio.

1.º La sobrecarga q.—Esta debe considerarse compuesta de las sobrecargas efectivas q' y q'', habiendo de efectuarse la composicion de tal manera, que con relacion al peso del puente el efecto de q sea igual á la suma de los efectos de q' y q'' **).

Procediendo segun este principio se obtiene:

Para vigas paralelas en general incluso longinas:

$$q = \frac{q' l + 2{,}188\, q'' h}{l + 2{,}188\, h} \qquad (22)$$

Para vigas parabólicas:

$$q = \frac{q' l + 1{,}46\, q'' h}{l + 1{,}46\, h} \qquad (23)$$

Para vigas lenticulares (Pauli):

$$q = \frac{q' l + 1{,}46\, q'' h \sqrt{\frac{5 h^2 + 48 l^2}{48 l^2}}}{l + 1{,}46 h \sqrt{\frac{5 h^2 + 48 l^2}{48 l^2}}} \qquad (24)$$

Para arcos parabólicos el procedimiento difiere algo del anterior. En este caso es preciso determinar primero las dos longitudes ficticias:

$$\lambda = 0{,}773\, l \qquad (25)$$

$$\text{y} \quad \lambda' = l \left(\frac{2 l + \sqrt{4 h^2 + l^2}}{8 \sqrt{h^2 + l^2}} + \frac{1}{4} \right) \qquad (26)$$

Se busca luego en los cuadros de las sobrecargas, columna q'', dos valores que respectivamente corresponden á λ y λ'. Llamando el primero de ellos q_o'' y q_1'' el segundo, entonces es:

$$q = \frac{q_o'' \lambda + 0{,}43\, q_1'' \lambda'}{\lambda + 0{,}43\, \lambda'} \quad \text{(aprox.)} \qquad (27)$$

Ejemplo:—Suponiendo un puente de arco para via de trocha ancha que tenga una abertura de 80 metros con 9 metros de flecha. A determinar q.

Mediante fórmulas (25) y (26) se obtiene:

$$\lambda = 80 \times 0{,}773 = 61{,}85 \text{ metros}$$

y

$$\lambda' = 80 \left(\frac{2 \times 80 + \sqrt{4 \times 9^2 + 80^2}}{8 \sqrt{9^2 + 80^2}} + \frac{1}{4} \right) = 50{,}00 \text{ »}$$

Interpolando ahora entre q'' = 5,35 y q'' = 5,24 contenidas en el cuadro resulta:

$$q_o'' = 5{,}305 \text{ ton.}$$

Ademas se halla directamente:

$$q_1'' = 5{,}72 \text{ ton.}$$

Estos valores sustituidos en la fórmula (27) dan:

$$q = \frac{5{,}305 \times 61{,}85 + 0{,}43 \times 5{,}72 \times 50}{61{,}85 + 0{,}43 \times 50} = 5{,}411 \text{ ton.}$$

2.º El peso específico γ—Los materiales actualmente empleados para la superstructura de puentes tienen en término medio el siguiente peso:

Hierro (laminado): γ = 7,8 ton. p. metro cúb.º
Acero.......... γ = 7,9 » » » »

3.º La altura h.—La relacion prácticamente mas favorable entre la longitud l y la altura h

---

*) Pasando la diferencia el dos por ciento, convendrá repetir el cálculo, salvo que se considere admisible un pequeño aumento ó disminucion del valor primitivo de L, contentándose con los valores de la primera aproximacion.

**) Lo que se expresa para vigas de forma cualquiera por la ecuacion general:

$$q = \frac{q' \int \left(\frac{l^2}{4} - x^2 \right) dx \int dx + q'' \, 0{,}625 \int \left(\frac{l}{4} + x + \frac{x^2}{l} \right) dx \int Y\, dx}{\int \left(\frac{l^2}{4} - x^2 \right) dx \int dx + 0{,}625 \int \left(\frac{l}{4} + x + \frac{x^2}{l} \right) dx \int Y\, dx}$$

en que x y Y significan las coordenadas de la forma de viga.

depende principalmente de la forma exterior de la viga y de la altura en que se aplica la sobrecarga, influyendo tambien en ella, aunque poco, la misma longitud l. Para vigas de igual largo el cuociente $\frac{l}{h}$ aumenta ó disminuye conforme se eleva ó se baja el nivel de la via con referencia á los apoyos de la viga. Una variacion mas ó menos análoga de $\frac{l}{h}$ tiene lugar cuando se aumenta ó disminuye la longitud de la viga sin cambiar la disposicion de la via; lo que quiere decir en otras palabras: que vigas cortas deben ser relativamente mas altas que vigas largas.

Estas indicaciones bastarán para que en cualquier caso dado, sepa elegirse convenientemente el valor de $\frac{l}{h}$ dentro de los limites siguientes:

Para vigas paralelas (enrejadas) y $l \geqq 10$ mts.

$$\frac{l}{h} = 8 \text{ á } 10{,}5$$

Para vigas parabólicas y lenticulares y $l \geqq 10$ mts.

$$\frac{l}{h} = 7 \text{ á } 9{,}5$$

Para vigas llenas, simples ó continuas, á las cuales la sobrecarga es trasmitida por intermedio de vigas trasversales:

$$\frac{l}{h} = 8 \text{ á } 10$$

Y cuando la trasmision es directa (longrinas, y puentes de igual construccion.)

$$\frac{l}{h} = 10 \text{ á } 12$$

Relaciones análogas á las que anteceden, no puede, sin embargo, establecerse para las vigas trasversales, por cuanto la altura de estas depende menos de su longitud b, que de la posicion de los puntos de aplicacion de la sobrecarga q‴, razon por la cual es preferible determinar h directamente, y mediante las fórmulas siguientes dadas para los dos casos que con mas frecuencia se presentan en la práctica:

1.° Para via simple—

$$h = \frac{1}{c}\left(2c^2 - 3a + \sqrt{12(c^2+a)^2 + \frac{c\,q'''}{2s}(b-b')}\right) \qquad (28)$$

2.° Para via doble—

$$h = \frac{1}{c}\left(2c^2 - 3a + \sqrt{12(c^2+a)^2 + \frac{c\,q'''}{s}(b-b'')}\right) \qquad (29)$$

en que b‴ significa la distancia entre eje y eje de ambas vias (caso 2.°), a la seccion trasversal de uno de los hierros ángulos (simétricos) de la platabanda y c el espesor de los mismos.*)

La eleccion de los valores de a y c será facilitado por el cuadro adjunto: **)

Caso 1.° $q'''\left(\frac{b-b'}{4}\right)$; Caso 2.° $q'''\left(\frac{b-b''}{2}\right)$	VIGAS DE HIERRO		VIGAS DE ACERO		
	a	c	a	c	
=< 3,0 toneladas métricas	0,00115 m²	de 0,008 á 0,011 m.	0,00080 m²	de 0,006 á 0,009 m.	Al deducir las fórmulas y los correspondientes valores de a, se adoptó por razones de sencillez hierros ángulos de forma simétrica.
= 7,0 » »	0,00120 »		0,00087 »		
12,5 » »	0,00130 »		0,00094 »		
18,0 » »	0,00140 »		0,00100 »		
24,5 » »	0,00150 »		0,00107 »		
32,0 » »	0,00160 »		0,00115 »		
43,0 » »	0,00170 »		0,00122 »		
60,0 » »	0,00180 »		0,00130 »		
=> 85 » »	0,00190 »		0,00140 »		

Los valores de la primera columna representan los momentos de fleccion.

---

*) La mejor altura de una viga llena, con seccion y espesor de uno de los hierros ángulos de sus platabandas dados (conforme sucede en la práctica) se expresa por la ecuacion general:

$$h = \frac{1}{c}\;2c^2 - 3a + \sqrt{12(c^2+a)^2 + \frac{3\varphi M c}{s}}$$

siendo M el momento de fleccion máximo de la viga y φ un coeficiente que tiene los siguientes valores:

1.° Para vigas uniformemente cargadas longitudinalmente, y á las cuales al mismo tiempo se trasmite la carga uniformamente sobre toda su proyeccion vertical:

$$\varphi = 1$$

2.° Cuando la carga uniforme se concentra toda en la platabanda superior de la viga:

$$\varphi = \frac{3}{4} \text{ aprox.}$$

3.° Y concentrando la carga en dos ó cuatro puntos:

$$\varphi = \frac{2}{3} \text{ en término medio.}$$

El primero de estos casos corresponde á vigas llenas cargadas por intermedio de vigas trasversales, el segundo á las que reciben la carga directamente de la via, y el tercero á vigas trasversales. Véase fórmulas (28) y (29).

Es evidente que la aplicacion de esta ecuacion puede tambien estenderse á las vigas llenas de puentes y á las longrinas cuando no se prefiere determinar su altura, de la manera semi-arbitraria arriba indicada, por los valores $\frac{l}{h}$. Las dimensiones de los hierros ángulos podria entonces sacarse del mismo cuadro dado para vigas trasversales.

**) Si quisiera proyectarse la viga, habria que elegir entre los perfiles de fábrica aquel cuya seccion y espesor se aproximen mas á los del cuadro.

Ejemplo:—Un puente de hierro de 4 metros de ancho, para via simple de trocha angosta, tiene longrinas de 6 metros de largo, que distan 1,20 metros una de otra. Se desea calcu'ar el peso propio de dicho puente y particularmente el de sus vigas trasversales, á cuyo efecto es necesario conocer la altura de estas.

En el presente caso es:

$b = 4{,}00$ m.
$b' = 1{,}20$ »

y segun el cuadro de sobrecargas $q''' = 38{,}30$ ton.

siendo por consiguiente $q''' \frac{b - b'}{4} = 26{,}80$ ton.met

con lo que se obtiene por interpolacion.................. $a = 0{,}001534\ m^2$

Se adopta además.......... $c = 0{,}0100$ m.

y el coeficiente de trabajo.... $s = 6500$ ton.p.m²

sustituyendo en fórmula (28) resulta:

$$h = \frac{1}{0{,}01}\left(0{,}0002 - 0{,}0046 + \sqrt{12 \times 0{,}001634^2 + \frac{0{,}01 \times 38{,}30}{2 \times 6500} \times 2{,}80}\right)$$

$$h = 0{,}63 \text{ m.}$$

(Continuará.)

CÁRLOS WICKMAN.

FABRICACION DE FÓSFOROS

Continuacion—(Véase los núms. 4, 5 y 6)

2.º MAQUINARIAS, FUNCIONAMIENTO Y PRODUCCION

Antes de empezar la descripcion de las maquinarias destinadas á esta interesante fabricacion, voy á esponer algunas consideraciones respecto al tamaño y volúmen de las cajas, punto de suma importancia en este género de industria. Si se examina con cierta detencion las cajas de uso comun entre nosotros, se queda sorprendido de la considerable é injustificada diferencia que resulta entre el volúmen del contenido y del continente que tiene las siguientes relaciones.

Volúmen del esterior $4^c,8 \times 4^c,2 \times 1^c2 = 24^{c^3},192$

" del cajon interior $\frac{0{,}5 + 0{,}9}{2} \times 4{,}5 \times 3{,}7 = 11^{c^3},655$

" de los fósforos (48)

en forma de tronco de cono: $H = 3$ $D = 1{,}8$ $d = 1{,}4 = 6^{c^3},060$

Resulta pues que el volúmen del esterior de la caja es mas del doble del cajon interior y cuatro veces mayor que el volúmen de los fósforos. Respecto á esto haré observar que el tipo de cajas consideradas es el mismo que el usado en algunos paises de Europa, pero en estos contienen *100 fósforos;* de consiguiente, el empleo de la misma caja para contener menos de la *mitad,* es un contra sentido y no tiene otra esplicacion ni móvil que engañar al público, el cual, como es natural, tiene que pagar el considerable recargo de costo del artículo.

Al tratar de implantar una nueva fábrica, es lógico estudiar detenidamente los defectos de los productos de las existentes, evitando todo gasto inútil; por ejemplo, en el caso citado mas arriba se podría, con una ligera modificacion del cajon interior ó mejor dicho, haciéndolo como en las cajas primitivas, poner doble cantidad de fósforos, con lo que se obtendria una notable disminucion en el valor del artículo, resultado que tambien se conseguiría confecionando cajas de dimeneiones relacionadas al contenido; es este último temperamento que adoptaremos para los siguientes tipos de cajas que nos proponemos emplear.

(a) Caja con cajon interior provisto de elástico (tipo usual)
(b) " " " " sin elástico para fósforos comunes
(c) Cajas sin cajon interior con tapa corrediza y elástico (Patente Seurot)

Así definido el tipo de trabajo que debe producir el taller respectivo, pasaremos á describir su material y produccion.

MAQUINAS LITOGRAFICAS.—Para establecer el número de máquinas, hemos admitido que la impresion se haria en dos ó tres colores y en foto-tipia. Como las disminuciones de las hojas de cartulina con impresiones del género indicado, se encuentran limitadas, con el objeto de conseguir un trabajo esmerado, admitiremos como mas conveniente que de cada hoja de cartulina saldrán 60 esteriores; debiendo ser la produccion diaria de 200,000 cajas, y admitiendo como desperdicio un 3 % ó sean 6,000, tendremos necesidad de producir el siguiente número de hojas impresas $\frac{206000}{60} = 3433$ trabajo que se conseguirá con suma facilidad y en las mejores condiciones con las tres máquinas previstas, las que al mismo tiempo harán las impresiones de las etiquetas para las fajas de los cajones interiores de las cajas, tipos (a) y (c).

Además, tenemos 2 prensas á mano cuyo objeto es de sacar las pruebas de las impresiones antes de entregar las piedras ó clichés á las máquinas litográficas, como tambien para ejecutar ciertos trabajos de impresion para el servicio administrativo de la Fábrica.

PREPARACION DE LOS COLORES.—Como los colores, fabricados por casas especiales, se reciben en tarros y en estos mas ó menos sólidos, se hace necesario, antes de emplearlos, someterlos á una manipulacion muy prolija para conseguir la homogeneidad y la fluidez que se requieren para ser utilizados.

Con el objeto indicado, se ha previsto una pequeña máquina movida á vapor, constituida por cilindros animados de un movimiento de rotacion y entre los cuales se colocan á mano, con una paleta, los colores, dejándolos hasta que resulten ser de las condiciones indicadas mas arriba, es decir, en estado de ser entregados á las máquinas litográficas.

MAQUINA DE BARNIZAR.—La operacion de barnizar las impresiones hechas por las máquinas litográficas ó de foto-tipia, con la disposicion empleada generalmente, debe ser considerada como insalubre dada la alta y constante temperatura que debe existir en la sala donde se verifica dicho trabajo para que el barniz se seque con prontitud.

Este grave inconveniente quedará del todo subsanado con la disposicion que emplearemos, y que consiste en

lo siguiente: La máquina, del todo igual á las existentes, tendrá su juego de cilindro para la distribucion del barniz sobre las hojas de cartulina ó de papel, completamente libre y, su apéndice, ó movimiento destinado para secarlas, formado de tiras de género envueltas sobre cilindros animados de un movimiento de rotación, será encerrado en una gran vidriera, en cuyo interior se mantendrá, por medio de caños de vapor, una temperatura elevada y constante, para secar con prontitud y uniformidad el barniz cuyas emanaciones alcohólicas serán evacuadas por un ventilador ordinario ó turbina, precabiendo así la salud de los menores de edad generalmente empleados en esta clase de trabajo, que consistirá tan solo en colocar las hojas de cartulina ó de papel sobre un plano inclinado para que pasen por los cilindros y enseguida por el secador en cuya estremidad se recogerán para ser apiladas sobre mesas ó estantes apropiados.

Limpieza y preparacion de piedras Litograficas.—Despues de concluido un tiraje ó de haber impreso un número de ejemplares que varía segun la clase y finura del trabajo que se quiere producir, la piedra debe ser cambiada, es decir, ser preparada otra vez para recibir el nuevo dibujo; este trabajo se hace mecánicamente, por medio de una máquina formada de una base amplia sobre la que se coloca y nivela bien la piedra, en cuyo blanco actua una placa de fundicion de forma cuadrada animada de un movimiento de rotacion exéntrica, de manera á abrazar toda la superficie de las mayores piedras, sobre las que el obrero, encargado del funcionamiento de la máquina, echa á menudo arena fina y hace correr un chorro de agua; terminada la operacion cuya duracion varía segun se trata de autografia ó de grabado, la superficie de la piedra debe ser pulida á mano por medio da piedra ponce.

Preparacion de los cliches en fototipia ó foto-litografia.—La pieza destinada para trasportar sobre piedras ó chapas de metal los clichés fotográficos, recibirá la luz por una claraboya, provista de vidrios de color apropiado. Dicha pieza será dotada de piletas para baños y estufas calentadas por medio del gas ó por lámparas de alcóhol, segun convenga.

Lavado de los cilindros de las maquinas litograficas etc.—Para esta operacion, que se verificará en una pieza especial, la que tambien servirá para depositar los cilindros, han sido previstas unas piletas con armazon de madera forrada de zinc y los accesorios necesarios para la confeccion de los cilindros de gelatina que se emplean para las impresiones en foto-tipia.

Maquinas para cortar papel y cartulina.—En el depósito destinado para papel ó cartulina, impresos ó ya preparados para ser empleados directamente, se colocará una máquina de guillotina para cortar en hojas el papel ó cartulina que se reciben en rollos de las fábricas.

(Todos los accesorios destinados á trasmitir el movimiento del motor á las máquinas numeradas mas arriba, serán establecidas á alto nivel ó sea en el plano inferior de la armadura de los techos).

Cortado de cartulina impresa para la confeccion de los esteriores de las cajas.— Este trabajo debe verificarse á mano á causa de las contracciones que se producen en la cartulina ó papel que fluctuan con el estado hidrométrico de la atmósfera; tanto es así que todas las combinaciones mecánicas estudiadas y ensayadas hasta la fecha no han dado resultado práctico alguno.

La operacion de cortar á mano las hojas de cartulina impresas, se efectúa sobre trozos de madera colocados de punta, de una esencia muy dura y bastante elástica al mismo tiempo; estos trozos, á medida que se usan, se alzan sobre fuertes caballetes, al costado de los cuales se encuentran dispuestas mesas donde se depositan las hojas de cartulina y los esteriores ya cortados, trabajo que se verifica por medio de sacabocados de acero que de un solo golpe cortan cuatro espesores; para conseguir este resultado, el obrero sobrepone préviamente las 4 hojas de cartulina con la mayor atencion, de manera que las líneas divisorias de las figuras concuerden perfectamente, despues de lo cual sujeta las 4 hojas en uno de sus lados por medio de piezas ó resortes y empieza á cortar actuando sobre el sacabocado por medio de una masa de madera fuerte de bastante peso.

El trabajo que produce un hombre bien acostumbrado al manejo de la masa de madera puede estimarse en 30,000 esteriores de cajas de fósforos del tipo actual, en 9 horas de trabajo efectivo; de consiguiente, hemos previsto para nuestra fábrica 7 cortadores que, corresponden á nuestras necesidades.

Trazado de las cartulinas de los esteriores.—Cortadas las cartulinas por el procedimiento que se acaba de describir, ellas deben ser rayadas en los puntos donde tiene que producirse el doblado para ser trasformadas en cajas; esta operacion se efectua por medio de pequeñas máquinas constituidas por moldes de acero que llevan grabadas las rayas que deben producirse en las cartulinas que, se colocan dos á la vez, bajo la accion de una pieza de acero animada de un movimiento alternativo que tiene en relieve las rayaduras. El trabajo que efectua una máquina de la clase indicada alcanza á 30,000 esteriores por 9 horas de trabajo efectivo; sin embargo, hemos creido prudente colocar 8 máquinas en prevision de cualquier descompostura.

Nos proponemos tambien utilizar las referidas máquinas, para producir en la cartulina sea el relieve de las figuras impresas ú ondulaciones de papel para conseguir mayor rigidez y disminucion de materia.

Cortado y trazado de la cartulina para los interiores de las cajas.—Esta cartulina, que no lleva impresion alguna, se traza y se corta al mismo tiempo mecánicamente. Como para los esteriores, se superponen 4 espesores de cartulina, que se cortan sobre una base de madera dura y elástica al propio tiempo, de un espesor de 15 centímetros próximamente, reforzada en sus costados por un cuadro de fierro. La máquina, parecida á la de estampar, está formada de un bastidor de fierro fundido con asiento establecido á una altura de 80 centimetros arriba del suelo y sobre el que se hace correr la base de madera que recibe las hojas de cartulina de 73 × 47 centímetros que corresponden á 48 interiores; siendo 4 los espesores, tendremos un total de 192 interiores. La operacion de cortar y trazar, se efectua por medio de una pieza animada de un movimiento vertical alternativo, sobre cuyo plano inferior se encuentra armado un sacabocado que comprende 4 interiores en una fila; este está constituido por láminas de acero bien afiladas para cortar ó marcar los cuatro espesores de cartulina.

Una máquina de la clase indicada puede cortar 15,000 interiores en 9 horas de trabajo efectivo; por lo tanto, se han previsto 2 máquinas, teniendo el propósito de cortar con ellas las tapas corredizas de las cajas especiales cuyo producido, en el mismo tiempo, puede estimarse tan solo en 40,000 fajas.

Cortado de las etiquetas para las tapas.—Estas etiquetas, que llevan el nombre ó marca de fábrica, serán impresas sobre papel ordinario y en hojas grandes; la operacion del corte de las mismas se verifica á mano por iguales razones que las indicadas para la cartulina de los esteriores y por medio de un sacabocados de acero de la forma de las etiquetas, sobre el cual se actua con una masa de madera. Se cortan así, de un solo golpe, veinte ó mas hojas de papel superpuestas, siendo el producto almacenado en el interior del sacabocados en una altura de 3 centímetros proximamente, que se vacia por medio de un resorte que actúa sobre el fondo.

La cantidad de trabajo que produce un cortador de etiquetas es muy variable, pero excede de medio millon por dia.

Alfredo Seurot.

(Continuará.)

DIQUE SAN ROQUE

EXHUDACIONES DEL MURO

(Trabajo presentado por el ingeniero Belisario A. Caraffa en el acto de su recepcion de académico de la Facultad Nacional de Ciencias, de Córdoba.)

(Conclusion)

Dia de la observación		Altura del embalse	CAÑOS			
			N.º I	N.º II	N.º III	N,º IV
Abril	1	29.20	3.583	7.000	20.533	4.716
»	2	29.16	3.600	7.100	20.600	4.783
»	3	29.12	3.733	7.216	20.733	4.883
»	4	29.17	3.700	7.166	20.650	4.633
»	5	29.16	3.783	7.250	20.700	4.333
»	6	29.12	3.850	6.850	20.733	4.683
»	7	29.08	3.850	6.750	20.933	4.583
»	8	29.03	3.850	6.750	20.933	4.583
»	9	28.99	3.850	6.416	20.933	4.583
»	10	28.95	3.850	6.800	20.933	4.600
»	11	28.91	3.850	6.916	20.933	4.583
»	12	28.87	3.883	7.116	20.666	4.593
»	13	28.81	3.900	6.900	20.866	4.546
»	14	28.80	3.833	6.736	20.566	4.533
»	15	28.76	3.716	6.433	20.350	4.400
»	16	28.73	3.566	6.316	20.803	4.266
»	17	28.69	3.400	6.116	19.166	4.266
»	18	28.65	3.333	5.550	18.000	4.100
»	19	28.65	3.166	5.416	17.683	3.933
»	20	28.63	4.200	5.416	17.683	3.933
»	21	28.59	3.216	5.416	17.650	3.966
»	22	28.56	3.166	5.408	18.266	3.950
»	23	28.53	2.933	5.033	17.233	3.660
»	24	28.48	2.966	5.338	17.183	3.600
»	25	28.44	2.883	5.133	17.200	3.600
»	26	28.39	2.966	5.283	17.100	3.600
»	27	28.35	2.933	5.286	17.083	3.600
»	28	28.30	2.916	5.266	17.083	3.583
»	29	28.26	2.850	4.928	16.716	3.533
»	30	28.21	2.833	4.916	16.700	3.100

Dia de la observación		Altura del embalse	CAÑOS			
			N.º I	N.º II	N.º III	N.º IV
Mayo	1	28.27	2.866	4.933	16.766	3.100
»	2	28.21	2.833	4.916	16.866	3.100
»	3	28.31	3.233	4.950	16.850	3.033
»	4	28.37	3.333	4.950	16.983	2.966
»	5	28.37	3.583	4.933	17.050	2.966
»	6	28.35	3.216	4.800	16.950	2.933
»	7	28.32	3.250	4.750	16.966	3.000
»	8	28.30	3.300	4.750	16.933	3.000
»	9	28.27	3.233	4.750	16.883	3.200
»	10	28.23	3.100	4.750	16.833	3.100
»	11	28.18	3.050	4.730	16.000	3.100
»	12	28.13	2.950	4.483	15.550	3.066
»	13	28.08	2.930	4.446	15.550	2.916
»	14	28.05	2.750	4.066	15.550	2.933
»	15	27.98	3.000	4.380	15.453	2.933
»	16	27.91	2.933	4.300	15.416	2.833
»	17	27.98				
»	18	28.00	3.100	4.483	15.600	3.033
»	19	28.02	3.100	4.483	15.666	3.066
»	20	28.00	3.086	4.516	15.550	2.783
»	21	27.98	3.050	4.466	15.533	2.550
»	22	27.95	2.900	4.250	15.466	2.550
»	23	27.92	2.916	4.233	15.465	2.550
»	24	27.89	2.866	4.183	15.350	2.533
»	25	27.86	2.883	4.216	15.166	2.350
»	26	27.83	2.816	4.083	15.000	2.216
»	27	27.79	2.883	3.916	15.133	2.300
»	28	27.75	2.883	3.866	15.033	2.266
»	29	27.71	2.800	3.883	15.000	2.216
»	30	27.68	2.766	3.783	14.933	2.183
»	31	27.65	2.750	3.766	14.916	2.116
Junio	1	27.63	2.683	3.783	14.866	2.116
»	2	27.62	2.683	3.783	14.866	2.066
»	3	27.60	2.650	3.750	14.816	2.050
»	4	27.58	2.783	3.700	14.766	2.020
»	5	27.56	2.750	2.683	14.725	2.000
»	6	27.54	2.866	3.683	14.700	2.016
»	7	27.51	2.766	3.726	14.650	1.650
»	8	27.47	2.766	3.683	14.583	1.400
»	9	27.43	2.716	3.616	14.450	1.333
»	10	27.40	2.766	3.700	14.316	1.310
»	11	27.38	2.700	3.766	14.286	1.290
»	12	27.36	2.500	3.700	13.900	1.250
»	13	27.33	2.500	3.500	13.900	1.100
»	14	27.29	2.500	3.600	13.850	1.100
»	15	27.26	2.600	3.600	13.850	1.080
»	16	27.24				
»	17	27.20				
»	18	27.20				
»	19	27.20	2.700	3.600	14.000	0.800
»	20	27.20	2.750	3.600	14.000	0.800
»	21	27.20	2.750	3.600	14.000	0.800
»	22	27.18	2.750	3.600	14.000	0.800
»	23	27.17	2.750	3.600	14.000	0.800
»	24	27.16	2.300	3.600	13.300	0.750
»	25	27.15	2.300	3.600	13.400	0.750
»	26	27.10	2.300	3.550	13.350	0.700
»	27	27.05	2.300	3.525	13.840	0.600
»	28	27.03	2.350	3.520	13.525	0.500
»	29	27.00	2.300	3.440	13.600	
»	30	26.97	2.300	3.300	13.500	

Comparando entre sí las cantidades arrojadas por este cuadro, tenemos: 1.º Que el *máximum* de embalse *30m27* de altura verificóse el dia Febrero 1.º y el *mínimum* el dia Junio 30, *26m97* de altura;

2.º Que el *máximum* del gasto de los caños n.º I y II coincidió con el de embalse, dando *28,316 litros* por minuto ó sea *0,472 litros* por segundo y en Junio 30 en que se obtuvo *5,600 litros* por minuto ó *0,093 litros* por segundo;

3.° Que el *máximum* correspondiente á los núms. III y IV tuvo lugar en Febrero 10, obteniéndose entonces *41,223 litros* por minuto ó *0,687 litros* por segundo y el *mínimum* en Junio 30 con un volumen de *13,500 litros* por minuto ó *0,225 litros* por segundo.

Ciertas diferencias anormales que se encuentran en la columna n.° III del cuadro, se explican en el hecho de haberse quitado la junta de las piedras del paramento perpendicular al Dique, correspondiente al vertedor Norte y en los puntos donde aparecian las filtraciones, á fin de que éstas se manifestaran con toda amplitud.

Fijándonos ahora que, los caños núms. I y II dan salida á las exhudaciones del cuerpo central del muro, y que los núms. III y IV á las correspondientes á los frentes Sud, Este, y Piso del vertedor Norte, se verá porqué el volúmen dado por aquellas es tomado como base de comparacion con los resultados obtenidos en otros Diques;—mientras que el de los dos últimos, actuando sobre una obra accesoria del Dique en nada puede perjudicar su estabilidad; más, si se tiene en cuenta la procedencia del agua que los alimenta que, indudablemente viene de la roca y dá origen al estudio que sobre las mismas sigo verificando para llegar á encontrar si estas, proveniendo del embalse, pasan por entre el empotramiento del muro en la ladera Norte ó por las vetas de las rocas que la forman.

No me es posible comparar los resultados por mí conseguidos en 1895 con los de la misma obra en años anteriores, por no existir dato alguno que los demuestre, y en consecuencia voy á referirme en mi estudio comparativo, á los Diques trabajados en el mediodia de la Francia, aprovechándome de la relacion ó memoria presentada al Congreso Internacional de navegacion interior en Paris, año 1892, por el señor Martus Bouvier, Inspector General de Puentes y Calzadas y de Hidráulica Agrícola, ho haciéndolo con otras obras, por no prolongar demasiado esta exposicion. Anotemos las distintas represas estudiadas en la memoria que acabo de citar.

Dique de Couzon — Comenzado en 1789 y terminado en 1812. Está formado por un muro de mampostería consolidado aguas arriba y abajo por dos terraplenes que en esta parte llega hasta el coronamiento del muro y en la otra hasta *10 metros* abajo del coronamiento. El embalse *máximum* que puede retener es de *31 metros* y su capacidad de 1.600,000 metros cúbicos de aguas.

A pesar de la apariencia de resistencia que ofrece el macizo formado por este empleo combinado de mampostería y tierra, en el año 1885 estando lleno el embalse, se constató que el volúmen de agua salida por exhudaciones y filtraciones no era menor de *63 litros por segundo.*

Dique de Furens — Comenzado en 1861 y concluido en 1866. Esta obra, considerada como la mejor de las existentes, proyectada por los ingenieros M. M. Graef y Delocre é inspirada seguramente en la memoria del ingeniero Zazilly insertada en los Annales des Ponts et Chaussées año 1853, puede represar un embalse *máximum de 50 metros* de altura y capacidad de 1.600,000 metros cúbicos; pero á pesar de todo el cuidado tenido en su construccion, dirigida por aquellos célebres ingenieros, las exhudaciones se han hecho paso á través de las mamposterias, alcanzando su volúmen á *medio litro* por *segundo.*

Dique de Fermay — Principiado en 1861 y finalizado en 1867. Puede retener un embalse de *35*^{m}*35* de altura, con capacidad de 3.000.000 de metros cúbicos de agua. El volúmen de las filtraciones es pequeño y no llegan á *un litro por segundo,* disminuyendo cada dia.

Dique de la Rive—Comenzado en 1866 y concluido en 1870; represa un embalse de *45*^{m}*10* de altura con capacidad de 1.850.000 metros de agua.

Las filtraciones en este Dique son bastante considerables y cuando las aguas han alcanzado su máximun de nivel no son menores de 1000 metros cúbicos por cada 24 horas ó sea mas de *diez litros por segundo.*

Dique de Chartrain—Los trabajos de este Dique fueron comenzados en 1888 y concluidos en 1892, puede retener un embalse de *45 metros* con capacidad de 4,500,000 metros cúbicos. Aún cuando el paramento anterior del Dique fué revestido con un reboque de 0,m.03 de espesor hasta cierta altura, realizándose en el resto el rejuntado con cemento de toma rápida, y apesar de haberse ejecutado los trabajos con todo género de cuidados, las exhudaciones aparecieron fuertemente en el paramento inferior cuando en 1891 se obtuvo un embalse parcial; estas han ido disminuyendo hasta que en 1892, fines, han casi desaparecido.

Dique de Saint Ferreol.— Este Dique construido en tierra y mampostería y cuyas disposiciones sirvieron para el de Couzon, retiene un embalse de *31*^{m}*35* de altura con capacidad de 6.400.000 metros cúbicos de agua. Fué comenzado en el año 1667. El volúmen de las filtraciones en Agosto de 1826, alcanzaron á 40,500 litros por segundo, y despues de 1879, á 1,437 litros.

Dique de Lampy. — Construido durante los años de 1777 á 1780. Retiene un embalse de *15*^{m}*65* con capacidad de 1.672.000 metros cúbicos.

Las filtraciones han sido sumamente abundantes; pero despues de diversos trabajos realizados, el conjunto de ellas alcanza á 0,145 litros por segundo.

Dique San Roque. — Principiado á fines del año 1886 y terminado en *20 meses.* Puede contener un embalse *máximum* de 35 metros con las compuertas automáticas de los dos vertedores, siendo su capacidad de 250.000.000 de metros cúbicos de agua. Del cuadro presentado aparece que hasta la altura de 30,27 metros, el *máximum* de exhudaciones fué de 0,472 litros

por segundo, y el *minimum* de 0,083 con 26,97 metros de altura de embalse.

Si unimos las exhudaciones y filtracciones del Dique recibidas en los cuatro conductos de que ya se ha hablado, siempre tendriamos que el *máximum* será de 11,159 litros por segundo y el *minimum* de 0,318 en el mismo tiempo.

Se ve entonces, que en obras construidas con el mayor cuidado, terminadas en tiempo suficiente como para que las mamposterías verificasen el fragüe debido y trabajadas en medio de las facilidades de todo género que puede ofrecer y presenta la nacion en que se trabajaron, no han dejado de producirse los mismos efectos notados en el Dique San Roque con relacion á la impermeabilidad imposible de obtener en el principio del funcionamiento de esta clase de obras.

Con respecto, pues, al volúmen de agua que dan las exhudaciones en los distintos diques considerados resulta, que el de San Roque se comporta como los mejores hasta la altura de 30,27 metros que es la del mayor embalse conque hé podido estudiarlo; siéndome dado repetir, por ser tambien mi conviccion: lo ya manifestado por los ilustrados ingenieros encargados del dictamen pericial en el asunto que todos conoceis: «las exhudaciones en el cuerpo central del dique irán siempre disminuyendo hasta concluir por desaparecer».

Señor decano, señores académicos:

Permitid que al terminar pida disculpa por haber fatigado vuestra atencion con este modesto trabajo, y al mismo tiempo que renueve mi agradecimiento por haberme designado merecedor de ocupar un asiento en el seno de la ilustre academia de ciencias exactas.

He dicho.

BELISARIO A. CARAFFA.

PUERTO DE SANTA-FÉ

INFORME DEL INGENIERO RODOLFO PALACIOS, SOBRE LA DIRECCION MAS CONVENIENTE DEL CANAL DE ACCESO

SEGUNDO PROYECTO

Pasaré ahora á comentar una á una las ocho razones que considero favorecen al segundo proyecto.

1º No permitir entrar al Canal del Puerto, los sedimentos y arrastres del Colastiné". Es la primera razón que debo demostrar favorece la conservación de ese Canal.

No tendré para ello mucho que argumentar, me bastará recordaros una ley de Física hidráulica.

"La densidad de las materias en suspensión en las aguas, está en razón directa de la velocidad de éstas".

Y si consideramos que, además de las materias en suspensión, los rios arrastran por rodamiento ó deslizamiento sus propios aluviones, que depositan en primera oportunidad, y que esta no se haria esperar dentro del Río de Santa-Fé, sirviendóle de pretesto la disminución de velocidad en sus aguas; tendríamos el presente Griego de aluviones y destritus orgánicos agenos á los de las aguas de su propio regimen.

Luego, en no permitir entrar las aguas del Colastiné con la violencia que les imprime su corriente, se favorece la conservacion de los fondos del canal.

Eso no obsta para que se permita la entrada á esas aguas con un reposo relativo, tomándolas del mismo Colastiné, aguas abajo de la desembocadura del Canal y cuando la introducción á él sea debida solo á los desniveles producidos por las crecientes naturales; en cuyo caso, el acceso se hace por las capas superiores permaneciendo las de descargas ó del régimen del rio en las capas superiores; siguiendo los arrastres unidos tanto del Colastiné como de Santa-Fé, el rumbo seguido por el vehículo que los conduce, y habiendo los sedimientos del primero sido despuestos ya en gran parte, durante el momento de inercia debido al cambio de dirección de las aguas del Colastiné al dirigirse al Santa-Fé; sedmientos. que á su vez al ser depositados sobre las capas inferiores, son arrastrados por ellas en la dirección de su corriente, la que arrebatada por la más violenta del Colastiné, los conduce á grandes distancias en el Paraná.

—

La segunda razón que favorecería al proyecto que patrocino es:

2.º Obligará las aguas del régimen del Rio Santa-Fé, formadas con las de los arroyos Saladillos Dulce y Amargo, las aguas del Paraná que entran por el Leyes y otros á la laguna Stubal, así como en las del Rio Salado; á contribuir permanentemente con las de su régimen respectivos al ahondamiento del Canal y puerto".

La sola dirección del Canal favorecería la realización de ese desideratum.

Además podría ayudársele, obteniendo la incomunicación con los brazos que sirven de sangría al Rio Santa-Fé cuando hay abundancia de agua ó cuando la dirección de los vientos favorecen aquellas descargas.

Consiguiendo que en toda época la dirección de la corriente sea la de su baguada.

Expeción hecha, como es natural, de las corrientes extraordinarias cuya descarga debe favorecerse, lo que se conseguiría fácilmente dando una altura conveniente á las presas ó diques de incomunicación.

Y como el servicio de cabotaje reclamaría el fácil acceso al rio de Coronda; sangría principal del Santa-Fé, podría favorecerse tal comunicacion sin perjudicar al régimen del Rio; por medio de una pequeña esclusa suficiente al tráfico de cabotage.

Podría citar gran número de casos análogos al de que se trata, de ríos que desembocan en mares de pequeña marea, lo que los asemeja al Paraná, y en cuyas desembocaduras existen barras que impiden por completo su navegación; ríos en que habiéndose dirigido al cauce por medio de espigones normales á las corrientes litorales, se han abieito aquellas barras, consiguiendo darles profundidades á las que ni siquiera se habia pretendido llegar.

En América podemos citar el Misisipi en los Estados Unidos de Norte América, que desemboca en el Golfo de Méjico; mar cuyas mareas no pasan de 0m 50. El Brazos y el Tampico en Méjico que desembocan en el mismo Golfo.

Y á los que se han dado: al primero por el Ingeniero M. Eads un fondo de 9 mts. no teniendo antes de inaugurarse los trabajos más de 2 mts. 50 á 1 mts. 80.

Al Brazos, usando igual procedimiento y aún cuando no terminados aún los trabajos, se encuentra ya una diferencia asombrosa de profundidad en su Canal; que ha ascendido de 1 mt. 50 á 2 mts. que tenia antes de iniciarse aquellos, á 4.80 que tiene en la actualidad.

El Tampicos, en las mismas condiciones ha mejorado sus sondages de 2 mts. 40 á 6 y 9 metros.

En ninguno de esos rios ha debido moverse ni un solo metro cúbico de dragado; las corrientes han sido los únicos motores empleados.

Podria citar tambien en Europa el brazo del Danubio denominado Sulina que ha sido profundizado por iguales procedimientos y aprovechando las corrientes esteriores al Rio como succson y las interiores como vehículo de los arrastres.

Por último, citaré una de las condiciones á que al respecto llegó, ei Congreso de Navegacion interior reunido en Francia el 93; y al que cooperaron con sus luces los Ingenieros del mundo entero; dice tratando de las desembocaduras en que no influyen las grandes mareas:

"3 El éxito del sistema de espigones depende de la gran "profundidad del mar frente á su desembocadura; de la tenui- "dad y poca densidad de las materias que arrastra; así como "de la existencia de una corriente litoral de su velocidad y "de la profundidad á que se estiende su acción.

"Toda acción erosiva de los vientos y las olas á lo largo "del borde de su delta, es favorable á este sistema; lo mismo "que toda reducción de densidad del agua salada, cual suce"de en los mares interiores.

Ni que expresamente se hubiese dictado esa conclusión sería mas aplicable, al caso en cuestión.

Citaré por último lo que dice el Ingeniero Vernon Harcourt de Lóndres, hablando de la desembocadura del Misisipi.

"Las mejoras hechas por el paso Sud consisten en dos "espigones paralelos que se dirijen en ángulo recto de lito"ral á la barra.

"Esos espigones construidos entre 1876 y 79 tienen res"pectivamente de largo 3 k. 660 y 2 k. 400 y se terminan "á la misma distancia de la costa, sobre fondos de 9 mts. "ligeramente curbilineos en su extremidad; están destinados "á dar a la desembocadura una dirección en ángulo recto "en cuanto posible es, cón la coriente litoral que corre de "Este á Oeste etc".

Nada añadir puedo que sea más esplicito que las trascripciones hechas y considerando la segunda razón suficientemente probada pasaré á la siguiente.

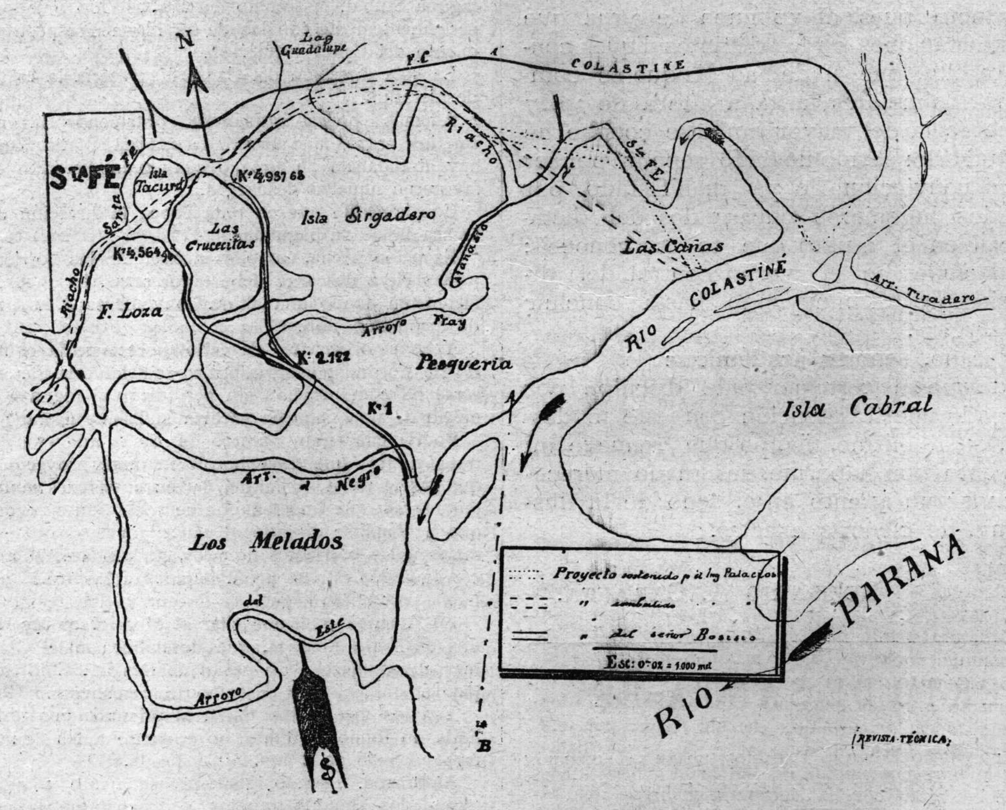
término medio de tres metros, al'ur, á que debia enrasarse las presas de incomunicación con las sangrías, para no perjudicar con sus desbordes á las propiedades ribereñas.

. . . .

Por otra parte, nada nuevo me propongo; por este medio se ha obtenido la canalización permanente en Europa de la mayor parte de los ríos que descargan en el Oceano y en los que se ha aprovechado el reflujo de las mareas haciéndolo servir de ariete y vehículo para desgregar y arrastrar al Oceano los materiales que constituian sus barras; á cuyo efecto se dirigen sobre ella dichas corrientes por medio de diques ó espigones convenintemente dispuestos.

Un ejemplo palmario de lo ineficaz de esas corrientes, cuando nó retrocede por la misma boca de su acceso, lo tenemos en el Escalda Rio que tiene dos desembocaduras, la una sobre el Oceano Atlántico y la otra sobre el Mar del Norte.

Durante muchos años se pretendió y se gastaron ingentes sumas en mejorar su cauce, pretendiendo mantener unidos ambos brazos; por el Occidente entraba la marea del Atlántico, que en parte se derramaba sobre el mar del Norte por el brazo Oriental.



La tercera razón es una consecuencia de la anterior.

3º Aprovechar las aguas del Paraná q' entrasen, por el desnivel natural de las crecientes, en los cauces del Rio Santa-Fé, Stubal, Saladillos, y Salado, á contribuir en su desenso con su masa á aquel ahondamiento.

Y es lógico que tal sucediese, pues, almacenadas como en un depósito, las aguas de crecientes del Paraná dentro de esos cauces, de lo que se habria incomunicado su descarga por todo otro canal que no fuese el Rio de Santa-Fé; se obtendria al decenso de aquellas, una corriente en el sentido de la baguada, tanto mas considerable, cuanto mayor fuese el desenso de las aguas del Paraná.

Y si hemos visto ya, que el año 93, con agu s no solo no repre entadas, sinó en una fuerte bajante, que las escasas aguas que asrastraba el rio tuvieron poder suficiente para abrir la barra en una profundidad de siete cuartas (1,50) cuando apenas habia dos (0,43) de agua sobre ella; ¿qué sucedería con la imponente masa de agua que, cerradas aquellas sangrías, podría dirigirse sobre la misma?

Masa, cuyo volúmen no sería menor de cien millones de metros cúbicos por cada metro de altura en su desnivel y adviértase que los desnivles de las crecientes ordinarias son

Y nada se consigió hasta que,e en 1867 se decidió cerrar su comunicación á la altnra de Beth: é inmediatamente se notó un cambio favorable en la profundidades del brazo Occidental.

Nana mas elocuente que el ejemplo citado y como el, pudiera hacerlo con muchos otros, sinó temiese ser demasiado difuso y creyendo suficientemente probado lo aseverado en el punto tercero.

Pasaré á fundar la cuarta razón que favorece este proyecto:

—

"4.º Favorecer el acceso y salida del puerto á las embarcaciones mayores".

El solo estudio ocular del proyecto está indicando el gravísimo perjuicio que se ocasionaría á la navegación en general y más particularmente á la de ultramar con la dirección que se pretende dar á aquel canal.

Para el acceso á él, les sería indispensable á los buques de gran desalojo remontar el Colastiné, virar en él y dejarse arrastrar luego por la corriente para tomar la embocadura del canal; operación á que se resistirían gran parte de sus comandantes, pues es sabido la dificultad que ofrece el gobierno de

un buque en tales condiciones y solo la pericia local y el conocimiento de las condiciones naúticas de la nave, podria hacer atreverse á ello, sin el uso de espías ú otros aparatos que la contuviesen y guíasen.

La salida no ofrecería menores inconvenientes, ¿cómo marinear un buque cargado en un canal angosto, contra una impetuosa corriente, sin el auxilio de potentes remolcadores?

Trabas son todas éstas que harian temibles al comercio marítimo el acceso al Puerto de Santa-Fé, tanto por su peligro cuanto por su costo.

En cambio; la dirección del segundo canal se presenta en el rumbo mismo de acceso á los buques de ultramar y la misma corriente del río no haría más que amortiguar la velocidad de su impulsión y una embarcación en tales condiciones, obedece incomparablemente mejor que cuando se dirige en el sentido de la corriente.

Para su salida lo favorece tambien la corriente desendente, pues inmerjido por su carga, ocupará una porción considerable de la sección de ese canal de por sí angosto, cuyos frotamientos tienen que aminorar considerablemente su marcha, con relación á la del líquido que lo empuja, facilitando su gobierno.

—

5º Conservar mejor las márgenes del canal".

Las corrientes de un canal deben obedecer á ciertas y determinadas leyes, para conservar íntegras en lo posible las márgenes de aquél y no seria posible preparar las corrientes, á que se pretende dar acceso en el primer proyecto, para impedir choquen sobre el paramento Norte de las márgenes de la primera parte del canal y su reflujo sobre la opuesta, continuando de reflejo en reflejo hasta normalizar su curso y perder el poder erosivo de aquellos choques. En cambio, las aguas que decendiesen por el Santa-Fé vendrían ya dirigidas y obedeciendo á las leyes antes mencionadas á cuyo efecto estaria preparado dicho canal.

Trascribiré aquí algunas de esas leyes (las concernientes al objeto) para que pueda juzgarse su inaplicabilidad.

"Para que un canal sea estable, es menester, que cada már-"gen presente una succecion de arcos alternativamente cónca-"vos y conexos, unidos entre sí por alineaciones rectas, for-"madas por la dirección prolongada por la parte de márgen "en que la curbatura cambia de sentido".

"Para que el canal sea profundo; es menester, que la red "poligonal formada por el conjunto de alineaciones rectas, "tengan ángulos y lados que no sean ni muy grandes ni "muy pequeños".

Ellos dependen del régimen del canal; es decir, de su velocidad y sección.

"Para que el canal sea regular; es menester que los arcos "tengan curbaturas graduadas, es decir, pertenezcan á una "linea cuya curbatura siendo nula en la inflección, crezca de "una manera contínua hasta un cierto máximo, y decrezca en "seguida en la misma forma".

"El espasiamiento entre las márgenes debe variar segun los "elementos, de distancia, y curbatura en esta forma: por una "parte, el ancho en la inflección debe crecer de arriba hácia "abajo: por otra, entre dos puntos de inflección consecutivos, "la anchura debe crecer con la curbatura y ofrecer así al "vértice un máximum, que será tanto mayor cuanto la curba-"tura de dicho vértice lo sea".

"La anchura crecerá pues segun una ley periódica, de ma-"nera que el lecho se encuentre ensanchado hácia el vértice de "las curvas y angostado en la region en que la curbatura "cambia de sentido".

"En esta misma region, los puntos de inflección de ambas "márgenes, no deben encontrarse en el mismo perfil transver-"sal. El en que la concavidad se cambia en convexidad debe "estar mas arriba de aquel en que el cambio es inverso, á una "distancia que parece depender de la anchura en el punto de "inflección".

Como se vé seria imposible aplicar tales leyes á aguas segregadas á su propio régimen, interin no se normalizan en el canal á ellos aditivo.

Con lo que creo haber probado la razon que me asiste para aseverar que el 5º punto es favorable al segundo proyecto.

—

6º Aprovechar las corrientes del Colastiné como succeson para ayudar á lo que podriamos llamar su tiraje, y de vehículo para el trasporte á mayores fondos de los arrastres de rio Santa Fé.

Establecida la descarga del Santa-Fé, entre diques paralelos que regularizasen su dirección angostándose su cauce, se obtendria un tirage mas ó menos rápido segun las presiones de las aguas sobre su boca.

Pero; si esa descarga se hace sobre un receptáculo de aguas tranquilas, los legamos y sedimientos de toda especie de suspensión en aquellas aguas aprovechando la espansión é inercia relativa del medio á que han sido trasportadas, perderian gradualmente su velocidad, sedimentando los arrastres y materias en suspensión en ellas; con lo que se formaria fuera de la boca un delta y nueva ó nuevas barras que obligarian á prolongar indefinidamente aquellos diques hasta encontrar mayores fondos.

Si por el contrario; esas corrientes al hacer su descarga se encuentran arrastradas por otro vehiculo iniciado de igual ó mayor velocidad: lejos de sedimentar sus depósitos los incorporarán á aquellas corrientes que se encargarán de trasportarlos á lugares en que faltándole el movimiento inicial les sea permitido depositarse.

Trascribiré lo que dice M. Guérard en su informe sobre la desembocadura del Rodano, hablando á ese respecto y á propósito de la ineficacia de los trabajos ejecutados.

"Se hubiese obtenido un paso mas estable y mas profun-"do, si se hubiese dirigido la corriente del Rodano, á la parte "de la barra en que la mar es capaz de formar corrientes de "trasportes, por el efecto de las olas; corrientes que se en-"cargarian de arrastrar las materias que el rio hubiese puesto "en movimiento á consecuencia de una creciente, etc".

Opinion tan competente, corrobora mi dictámen, con lo que creo innecesario fundarlo mas estensamente.

—

7º Reducir considerablemente la longitud del canal que debe abrirse en el maciso de la Isla.

La inspeccion del plano que acompaño lo evidencia. El lugar de descarga del Canal es el mismo para ambos proyectos, como la sería para cualquier otro; es, por su profundidad y la proximidad de las corrientes del Colastiné á la márgen derecha, el punto obligado de juncion de ambas corrientes.

Por lo menos, interin el régimen del Colastiné no altere la direccion de la suya.

Desde dicho punto obligado; el primer proyecto dirije el canal hácia el N. O. yendo á encontrar el rio Santa-Fé en su cuarta vuelta, es decir al S. O. del punto denominado la Guardia Vieja.

Mientras que el segundo proyecto lo hace, sobre la segunda vuelta al S. E. de aquel lugar aprovechando la parte rectilínea entre la segunda y la tercera vuelta y algo tambien de la parte comprendida entre la 3ª y 4ª disminuyendo en 400 ms. próximamente la longitud total del canal.

El trazado hasta el punto de union de los dos proyectos es igual en el resto del canal, es decir aprovechan el cauce del rio, salvando ambos la *Vuelta mala*, uniendo entre si las fracciones rectilíneas anterior y posterior á ella, por una curva suave.

—

Réstame solo hacer notar las ventajas que ofrece el octavo punto que dice:

8º Consiguiéndose por último no formar porciones rectilíneas de canal de considerable longitud".

Con el trazado que propongo se forma una succsion de fracciones rectilíneas y curvilíneas de poca estension que obedece perfectamente á las leyes trascriptas al apoyar el 5º punto, sobre todo á las referentes á profundidad, que dice:

"Para que el canal sea profundo; es menester, que la red "poligonal formada por el conjunto de alineaciones rectas, "tenga ángulos y lados, que ni sean muy grandes ni muy "pequeños".

Mientras que el proyecto que impugno, establece el eje del canal en una sola dirección en una considerable estensión:

El señor Fargue, ingeniero en gefe del Garona y Gironda, en su luminoso informe, sobre *traza que debe adoptarse para el lecho, curvas y alineamientos rectos;* presentado á la 5ª seccion del Congreso de navegacion interior de que antes he hecho mension, dice entre otras cosas:

"De esos hechos constatados sobre grandes rios y verifica-"dos nuevamente sobre rios en miniatura, he procurado sacar

"algunas reglas prácticas. Varias notas han sido publicadas á "ese respecto en los anales des Ponts et Chausées (Octubre "1882) y (Abril 1884). Y en ellos indico que es menester "proscribir el empleo de alineamientos rectos y de arcos de "círculo por lo menos de longitud notable en el trazado".

Por demás sería que tratase de buscar argumentos en favor del proyecto que patrocino; tales citas me eximen de esa tarea prestando á mi dictámen el apoyo de la opinion de los hombres que las han vertido.

Creo pues, señores miembros del Concejo de Obras Públicas haber llevado á vuestro ánimo el convencimiento de las innegables ventajas que ofrece la adopcion de un canal normal á la dirección de aquellas corrientes, permitiendo en él su entrada.

....

Réstame solo pediros disculpa por las inusitadas dimensiones de este informe, máxime cuando adolece de tal número de defectos, esperando obtenerlas en mérito á los pocos antecedentes de una cuestion que se plantea por primera vez entre nosotros y me consideraré ámpliamente retribuido, si ella dá lugar á la discusión de ese problema y otros análogos, entre personas mejor preparadas y con mayores elementos para hacer luz á ese respecto; bastando á mi satisfaccion la atencion pue me habeis dispensado.

RODOLFO PALACIOS.
Ingeniero.

MANUAL DE FORTIFICACION DE CAMPAÑA

No es ya un misterio para nadie, que, el *Manual de Fortificacion de Campaña* pertenece á la ya numerosa y útil coleccion de obras conque el ingeniero doctor Valentin Balbin ha enriquecido la bibliografia nacional.

Este nuevo trabajo del señor Balbin ha sido, como los anteriores, muy bien acogido; aún cuando él haya sido dado á la circulacion sin pretension alguna, pues, como lo hace saber el autor, en una advertencia: *ha querido reunir en un volúmen reducido los adelantos de la Fortificacion de Campaña, que los autores alemanes, franceses, ingleses y españoles mas competentes han dado á conocer en los tres últimos años.*

Dada la oportunidad de este libro, y el hecho de contener datos muy interesantes para todas las personas que se ocupan de construcciones, tanto civiles como militares, hemos creido conveniente trascribir—con la aquiesencia del autor y de la casa editora de Martin Biedma —uno de los capítulos de mas frecuente aplicacion, como lo es el referente á:

Materiales de contruccion

I. TIERRA

20. De todos los materiales empleados en la construccion de las obras de campaña, la tierra es el principal y el mas abundante. Tiene la ventaja de que el hueco formado por un proyectil se rellena de por si inmediatamente, lo que no ocurre con otros materiales.

21. La naturaleza de la tierra es muy variable, y segun su composicion se divide en tres clases: 1.ª *tierra arenosa;* 2.ª *tierra arcillosa,* y 3.ª *tierra vegetal* ú *ordinaria* (negra).

La mas conveniente para las obras de fortificacion es la vegetal algun tanto arenosa, porque opone mas resistencia que las otras clases á la penetracion de los proyectiles.

22. Atendiendo al trabajo que las tierras requieren para ser cavadas, se pueden dividir en tres clases:

1.ª—*Tierras ligeras,* que se cavan con facilidad con solo la ayuda de la pala.

2.ª—*Tierras medias,* en cuya excavacion son necesarios mayores esfuerzos y algunas veces el empleo del zapapico.

3.ª—*Tierras fuertes,* para cuya excavacion es indispensable el zapa-pico.

El volumen de tierra que un hombre poco ejercitado, pero asiduo al trabajo, puede remover en una hora, es de:

1,200 metros cúbicos de tierra ligera.
0,800 " " " media,
0,400 " " " fuerte.

El trabajo es proporcionalmente mayor, cuando la duracion es menor; disminuye, por el contrario, á medida que aumenta la duracion. De suerte que en un trabajo de 4 horas consecutivas, solo se puede contar por hora:

0,800 metros cúbicos de tierra ligera.
0,500 " " " media.
0,250 " " " fuerte.

A un hombre no se le debe exigir en un dia mas de dos *facciones* de 4 horas separadas por un descanso de 3 horas.

En los datos anteriormente indicados se supone que los hombres están provistos de palas de mango largo. Con las palas de mango corto se obtiene aproximadamente igual cantidad de trabajo en el mismo tiempo solamente en estas circunstancias:

1.º—Cuando los hombres se relevan cada veinte minutos.

2.º—Cuando el terreno es tan blando que no haya necesidad de empujar la pala con el pie.

3.º—Cuando las tierras no tengan que arrojarse á mas de un metro de altura.

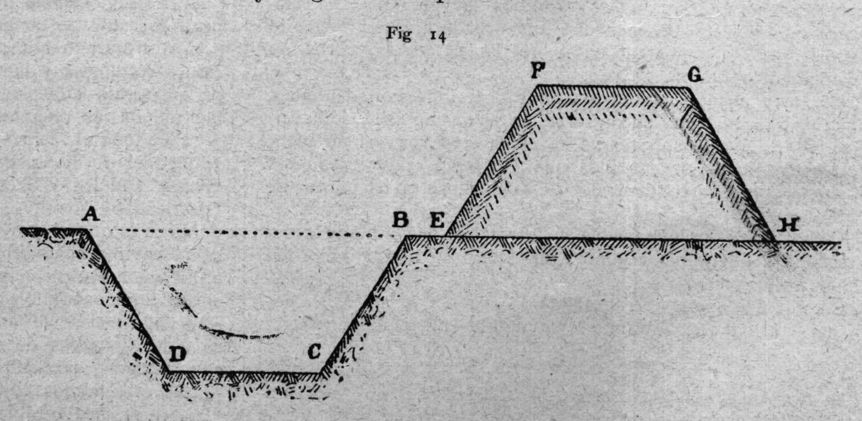
La experiencia demuestra que un hombre, trabajando con la pala, arroja las tierras á 4 metros horizontalmente y á 2 metros de distancia vertical. Si las distancias á que hay que arrojar las tierras exceden de las cifras indicadas, no bastará un solo hombre con pala, y habrá que poner uno ó mas segun la distancia y la altura.

23. Los trabajos de fortificacion de campaña consisten principalmente en la excavacion de zanjas ó *trincheras,* y en la construccion de terraplenes ó *parapetos.*

En la fig. 14, la parte *A B C D* es la trinchera, *E F G H* el parapeto ó terraplen; *B E* la *banqueta;* las caras oblicuas de la trinchera se llaman *escarpas,* y las del terraplen se denominan *taludes.*

Bajo el nombre de *talud natural* se comprende la inclinacion con respecto al horizonte que la tierra removida toma de por sí al asentarse definitivamente. Aunque para tierras fuertes la inclinacion natural es de 3 metros de base por 2 de altura, esto es la excepcion, y lo general es que tomen el talud de 45º.

Fig 14

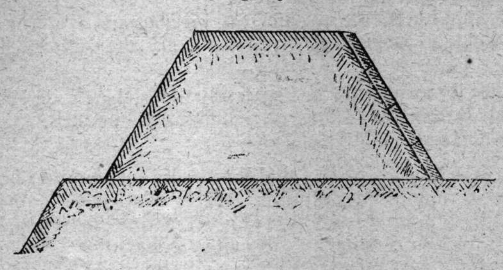


La tabla siguiente indica el talud natural de varias clases de tierra:

Arcilla seca	45°	*Tierra compacta*	50°
" *húmeda*	16°	" *ligera*	39°
Arena	22°	" *vegetal*	28°

Para mantener las tierras con mayor inclinacion que el talud natural de las mismas, ó bien para formar una capa preservadora que impida el desmoronamiento por la accion del viento ó de la lluvia, se emplean los *revestimientos*, que cubren los taludes de los terraplenes (fig. 15). Mas adelante trataremos de ellos.

Fig. 15



24. Al construir un terraplen con la tierra excavada de una zanja, se observa que el volúmen del terraplen es algo mayor que el volúmen de la zanja. A este aumento de volúmen se le da el nombre de *esponjamiento*.

La tabla siguiente indica los valores del esponjamiento correspondientes á diferentes clases de tierra:

Arcilla grasa	0,50
Arcilla comun	0,25 á 0,30
Arena arcillosa	0,20
Arena	0,05 á 0,10
Tierra vegetal	0,10

En las obras de alguna importancia debe siempre tenerse en cuenta el esponjamiento de la tierra.

Para determinar directamente el esponjamiento de una tierra se suele proceder así: Se cavan dos pozos de 1 metro cuadrado de base por 1 metro de profundidad el primero y por 0, m 50 el segundo. Como el primer pozo mide 1 metro cúbico, si se rellena con su propia tierra y se echa la excedente en el segundo, la altura á que alcance la tierra en éste, expresada en centímetros, dará el tanto por ciento de esponjamiento correspondiente á un metro cúbico.

25. El peso de la tierra varía segun la clase. La tabla siguiente indica el peso del metro cúbico de acuerdo con los resultados obtenidos por repetidas experiencias:

Tierra vegetal	1250 kilógramos
Tierra muy arenosa	1560 "
Tierra arcillosa	1600 "
Fango ó limo	1640 "
Arena terrosa	1700 "
Arcilla y greda	1700 "

Se ve, pues, que el peso del metro cúbico de tierra varía de 1250 kilógramos, para la tierra vegetal, á 1700 para la arcilla: se puede tomar para los cálculos 1500 kilógramos.

Para algunos trabajos es útil conocer el peso de un metro cúbico de los materiales siguientes:

Arena	de 1400 kilógramos á 1900
Arena cascajosa	1350 »
Pedazos de rocas	1600 »
Tierra con pequeñas piedras	1900 »

26. La penetracion de los proyectiles en un parapeto de tierra, depende de la naturaleza de ésta, pues los proyectiles tienen penetraciones diferentes, segun la mayor ó menor cohesion del terreno. Para que un parapeto no sea atravesado de parte á parte despues de un fuego prolongado, pueden darse los espesores siguientes:

Contra piezas de montaña	*Arena*	1 m, 50 *de espesor.*
	Tierra ordinaria	2 *metros*
	Arcilla	3 "
Contra piezas de campaña	*Grava*	2 m, 50 *de espesor.*
	Arena	3 *metros*
	Tierra ordinaria	4 "
	Arcilla	6 "
Contra piezas de artilleria de los parques móviles de sitio.	*Arena*	4 m, 50.
	Tierra ordinaria	6 *metros*
	Arcilla	9 "

La arena es de excelentes resultados contra las penetraciones de los proyectiles, aunque vulgarmente se cree lo contrario: la penetracion en la arcilla, por ejemplo, es mas del doble que en la arena. Un parapeto de arena y grava menuda resiste mejor á la penetracion de los proyectiles que otro de tierra ordinaria de igual espesor.

27. Damos en seguida algunas indicaciones que es útil conocer respecto á la fuerza de penetracion del proyectil del fusil de repeticion Mauser, modelo argentino:

ARENA Y TIERRA COMPRIMIDAS

DISTANCIAS DE TIRO — metros	PENETRACIONES — milímetros arena	tierra
100	700	760
200	610	700
300	420	490

NIEVE APISONADA

DISTANCIAS DE TIRO — metros	PENETRACIONES — milímetros
100	1700
300	1550
500	1270

Los datos anteriores han sido obtenidos empleando cartuchos con carga de 2 gr, 65 de pólvora C. 91.

En tierra recien removida, 1m , 20 de espesor, es sobrado para detener las balas del fusil Mauser durante un fuego prolongado.

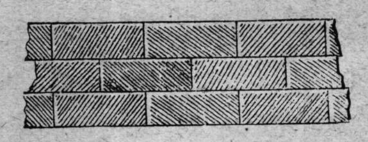
Antes de la adopcion de los fusiles de pequeño calibre, de 7 á 8 milímetros como máximo, bastaba con un espesor de tierra de 0m,50 á 0m,80.

28. La tierra se emplea en las obras de fortificacion de campaña, ya sea en montones constituyendo terraplenes ó parapetos, ó bien bajo la forma de *adobes*, *tepes*, *sacos terreros* y *muros de tapial.*

29. Los adobes son unos ladrillos que no han sido sometidos á coccion alguna, y que únicamente se dejan secar al aire libre. Se fabrican con tierras fuertes (arcilla con algo de arena), sin piedras, guijarros ó raices; la tierra se cava y se bate bien, mezclándola con un poco de paja para facilitar la trabazon, y se riega hasta que forma una masa compacta. Se les da la forma de un ladrillo ordinario en moldes de madera ó *gradillas,* y se les seca al sol, poniéndolos primero de plano en el suelo y cuando están algos secos colocándolos de canto. Las dimensiones que comunmente tienen son 0m 28 de largo, 0 m 14 de ancho y 0 m 04 de espesor. Tres hombres diestros en el oficio pueden hacer de 100 á 120 adobes por hora.

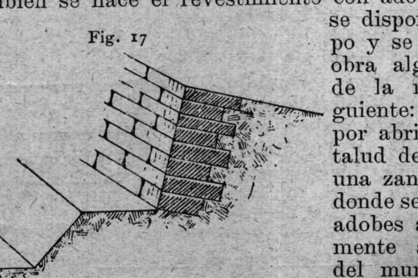
El revestimiento con adobes se ejecuta aplicándolos contra la cara del talud, sujetándolos con piquetes y humedeciéndolos despues para que se adhieran mejor. Conviene colocar los adobes de manera que no haya continuidad en las juntas de una hilera con la otra (fig. 16).

Fig. 16



Tambien se hace el revestimiento con adobes, cuando se dispone de tiempo y se quiere una obra algo durable, de la manera siguiente: Se empieza por abrir al pié del talud del terraplen una zanja ó *regata*, donde se colocan los adobes alternativamente á lo largo del muro y á lo ancho, ó sea á *soga* y *tizon*, y teniendo cuidado de empezar la segunda hilada y las siguientes de manera

Fig. 17

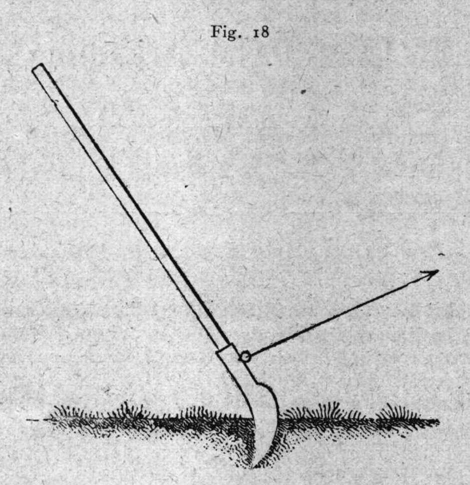


que no se correspondan las juntas de los adobes en una misma vertical, con el objeto de dar mayor estabilidad al muro (fig. 17.)

30. Para emplear los adobes se necesita que estén secos, y, por lo tanto, que medien algunos dias entre su fabricacion y su empleo en las obras. De ahi la necesidad y conveniencia de reemplazarlos las mas de las veces con los *tepes*, que son adobes naturales de tierra vegetal arrancados de terrenos húmedos y cubiertos de cesped.

Los tepes se obtienen dividiendo el terreno natural por medio de cuerdas en rectángulos que tienen generalmente 0m 35 de largo por 0m 26 de ancho. Se cortan con una cuchilla de mango muy larga manejada por dos hombres; uno tiene el mango y el otro tira de la cuerda á manera de arado (fig. 18).

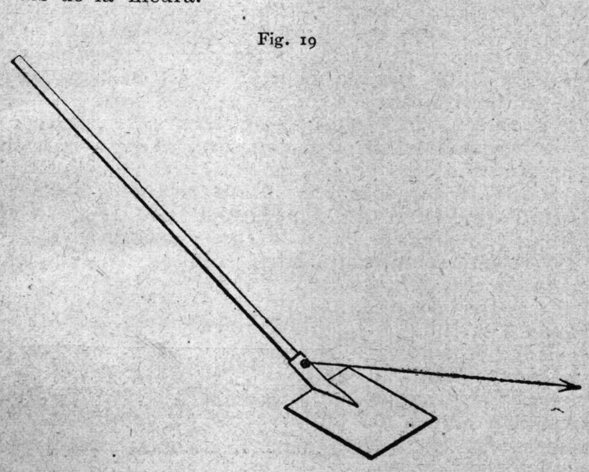
Fig. 18



Los tepes se levantan por medio de una pala como indica el dibujo (fig. 19), y se conducen al sitio para donde se destinan.

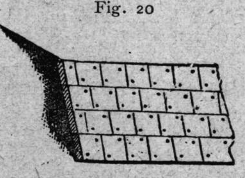
Tres hombres pueden hacer de 80 á 120 tepes por hora, segun la clase de tierras y su trabazon con las raices de la hiedra.

Fig. 19



Los tepes se colocan, para hacer los revestimientos, de igual manera que los adobes, ya sea poniéndolos de plano sujetos con piquetes (fig. 20), ó bien formando un muro de hiladas á soga y tizon. En este último caso conviene colocar la última hilada con la bierba para arriba.

Fig. 20



(Continuará.)



MISCELÁNEA

Atraso.—Debido á inconvenientes agenos á nuestra voluntad, la *Revista Técnica* aparece con algunos dias de atraso, por lo cual pedimos disculpa á nuestros lectores.

Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Matemáticas.—Bajo la presidencia del Decano Ingeniero Luis Silveyra, y, con la asistencia de los Srs. Académicos: White, Pirovano, Aguirre, Huergo, Bahia, Sarhy, Morales y Ruiz de los Llanos, sesionó esta Facultad el dia 15 del actual, tomándose, entre otras, sin mayor importacia, las resoluciones siguientes:

Se concedió licencia al Sr. Decano, hasta fin de año.

Habiendo renunciado el Preparador del gabinete de Historia Natural, D. Esteban Caride, se nombró para reemplazarlo al Ayudante D. Juan M. Kyle.

Fueron nombrados profesores suplentes:

De Mineralogía y Geologia: Ing. D. Jorge Haynard,
„ Zoología „ „ Angel Gallardo,
„ Construcción de Máquinas „ „ Tomas A. Chueca.

Habiendo vencido el 19 de Junio último, el periodo de un año, por el que fueron nombrados delegados al *Concejo del Instituto libre de Enseñanza secundaria* los señores académicos Ruiz de los Llanos, Silveyra y Bahia, se resolvió reelegir á los mismos señores para el periodo que termina el 19 de Junio de 1896.

Los exámenes rendidos en esta Facultad desde el 15 de Septiembre al 15 de Octubre actual, son los siguientee:

INGENIERIA CIVIL

1er. término:
Armando Romero, Areodante Giovachino, Emilio Schickendants y Orlando Williams.

2.º término:
Domingo Selva, Ernesto Castelhum, Emilio Schickendants, Alberto Otamendi y Armando Romero.

AGRIMENSURA

Victor M. Herrera.

INTERMEDIO

Benedicto Maza.

En la misma facultad, ha sido nombrado profesor de construcciones Civiles el Ingeniero Sr. Emilio Candiani, quien, con tal motivo, ha renunciado la cátedra de Proyectos, que ha desempeñado hasta ahora con general satisfacción.

Departamento de Obras Públicas de la Nación.—Habiéndosele concedido licencia por un mes, al Director General, Ingeniero Luis Silveyra, desempeña actualmente estas funciones el Ingeniero D. Cárlos Massini, Inspector General de Puentes y Caminos y el más antiguo miembro del Concejo de Obras Públicas.

Dique de carena —Han sido elevados al P. E., por el Departamento de Ob. Públicas, los planos, especificaciones, cómputos métricos y presupuesto que forman el proyecto de puerto militar que se ha resuelto construir en la Ensenada, y, que ha sido preparado por la Inspección Gral. de Obras Hidráulicas, bajo la inmediata direccion del Ingeniero Sr. Luis F. Taurel.

Si conseguimos una copia de él, lo haremos conocer de nuestros lectores en cuanto sea aprobado por el P. E.

Por haber sido nombrado Sub-Director del Arsenal de Guerra, ha renunciado la Vice-Dirección de esta Repartición el Ingeniero Sr. Otto Krause, dejando un vacío dificil de llenar, tanto por su especial competencia como por la rectitud de sus procederes.

Obras de salubridad.—El Ingeniero Sr. Agustin Gonzalez ha sido nombrado interinamente, Gefe de los estudios del ensancbe del rádio de las obras de salubridad de la Capital, y, Pro-Secretario de la Comisión administrativa, el Ingeniero Sr. Demetrio Sagastume.